

УДК 69.057
ББК 38.54

Т 41

Тимофеев, М. Р.

Т 41 Стаальные мосты. Численно-аналитический метод расчета монтажа с учетом физической нелинейности / М. Р. Тимофеев. — СПб.: Политехника, 2021. — 140 с. : ил.

DOI: 10.25960/7325-1168-0

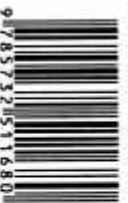
ISBN 978-5-7325-1168-0

Рассмотрен численно-аналитический метод расчета задач монтажа стальных пролетных строений мостов с учетом физической нелинейности на примере продольной надвижки неравноного коробчатого пролетного строения с большими пролетами без устройства вспомогательных опор. Обобщены данные о поведении реальной конструкции в процессе надвижки. Рассмотрено влияние изменяющихся в процессе надвижки потерь стенок и напирания деформированного состояния конструкции в местах ее опирания на накаточные устройства на прогги консоли в целях прогнозирования капитальных остаточных деформаций пролетного строения при его монтаже. Метод расчета предназначен для определения прогибов пролетных строений на монтаже для разработки проектных решений по предотвращению снижения эксплуатационных качеств сооружения.

Книга предназначена для инженерно-технических и научных работников, занимающихся проектированием и исследованием в области организации строительства и инженерно-технического сопровождения монтажа больших пролетных мостовых сооружений.

ISBN 978-5-7325-1168-0

УДК 69.057
ББК 38.54



9 785732 511680

НАУЧНОЕ ИЗДАНИЕ

Михаил Романович Тимофеев

СТААЛЬНЫЕ МОСТЫ.

ЧИСЛЕННО-АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА МОНТАЖА С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

Редактор М. И. Козицкая. Художник М. Д. Черненко.
Корректор М. И. Козицкая. Компьютерная верстка Т. М. Каргинальцевой

Подписано в печать 16.03.2021. Формат издания 60×90 1/8.
Тариттура ScholBook. Печать офсетная. Бумага офсетная. Усл. печ. л. 8,75.
Уч.-изд. л. 9,33. Тираж 100 экз. Заказ 3146.

АО «Надгательство "Политехника"».
191023, Санкт-Петербург, Нижневерная ул., д. 6.
Отпечатано в ООО «Конгрест».
192029, Санкт-Петербург, пр. Обуховской Обороны, д. 38, лит. А.

DOI: 10.25960/7325-1168-0
ISBN 978-5-7325-1168-0

© М. Р. Тимофеев, 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

Глава 1. Задачи совершенствования расчетов стальных больших пролетных мостов по второму предельному состоянию	5
1.1. Практическое значение оценок пластического деформирования стальных пролетных строений мостов	5
1.2. Краткие сведения о мосте через р. Каму в г. Перми. Влияние метода монтажа на конструкцию ПС	8
1.3. Предварительная оценка возможных причин повышенной податливости консолей плетей ПС при надвижке	14
Глава 2. Плоские стержневые схемы (модели 2D) и результаты расчетов на их основе плетей ПС при надвижке и после замыкания	17
2.1. Расчетные схемы 2D для анализа НДС пролетного строения	17
2.2. Результаты расчетов прогибов по схемам 2D	23
2.3. Данные о фактических прогибах	26
2.4. Выводы	32
Глава 3. Пространственное НДС системы «пролетное строение — накаточное устройство»	35
3.1. Испытания резиновых опорных частей накаточных устройств	36
3.2. Результаты натурного исследования потерь стенок	38
3.2.1. Исследование формы начальной потери панелей заводского изготовления	39
3.2.2. Характер изменений потерь в процессе надвижки	45
3.2.3. Распределение амплитуд потерь и дополнительные потери стенок с различной толщиной	48
3.2.4. О соответствии измеренных потерь допускам действующих норм	49
3.3. Пространственные конечно-элементные схемы системы «пролетное строение — резинометаллическая опорная часть — накаточное устройство» (ЗД). Результаты расчетов прогибов	51
3.3.1. Расчетные схемы ЗД	51
3.3.2. Методика оценки зависимости между деформированным состоянием опорного блока ПС—НУ и прогибом конца консоли ПС	54
3.4. Напирженное состояние опорных блоков	59

Глава 4. Приближенный способ расчета остаточных прогибов консольных свесов ПС при продольной надвижке	70
4.1. Постановка задачи	71
4.2. Зависимость между напряжениями и остаточными деформациями	73
4.3. Алгоритм расчета. Пример определения остаточного прогиба консоли	75
4.4. Реализация способа на основе численного решения задачи о напряженно-деформированном состоянии плиты ПС	78
Глава 5. Приближенный способ оценки жесткости и местной устойчивости стенок ПС с потябью	96
5.1. Вводные замечания	96
5.2. Методика определения жесткостных характеристик стенок ПС с начальной потябью как технологически ортотропных	99
5.3. Оценка влияния потяби на местную устойчивость стенок ПС	103
Список литературы	109
Приложение А. Расчетные схемы	112
Приложение В. Графики распределения безразмерных параметров	128
Приложение В. Выборка из результатов расчетов напряжений для плит с различными длинами консолей	134

Глава 1

Задачи совершенствования расчетов стальных болшшепролетных мостов по второму предельному состоянию

1.1. Практическое значение оценок пластического деформирования стальных пролетных строений мостов

Большое количество пролетных строений, запроектированных по старым нормам на основе расчетов по методу допускаемых напряжений в предположении упругой работы конструкции, эксплуатировались и продолжают работать в настоящее время с провисанием. В одних случаях оно проявляется как результат провоза сверхнормативных грузов, в других — в связи с широко практиковавшейся безосновательной укладкой дополнительных слоев асфальтобетонного покрытия, иногда вследствие ошибочных проектных решений по переустройству проезжей части с увеличением ее габарита и т. д.

Между тем выполненные в конце 40-х — начале 50-х годов XX века исследования работы таких пролетных строений (ПС) с провисанием, присущим большому числу восстановленных после разрушений во время войны железнодорожных мостов, показали [22, 23], что провисание не влияет на грузоподъемность сооружений, хотя при определенных условиях может ухудшать их эксплуатационные качества.

Применение в практике мостостроения стальной с высокими прочностными показателями в сочетании с утонением понеречных сечений и уменьшением строительной высоты ПС сопровождалось пересмотром расчетных требований норм проектирования. В на-

стоящее время все действующие строительные нормы и правила (СП) по проектированию металлоконструкций, в том числе пролетных строений мостов, содержат методики расчетов прочности допускающие ограниченное развитие пластических деформаций. Последние неизбежно реализуются при напряжениях, близких к расчетному сопротивлению по пределу текучести, который для стальной болышинства марок определяется как условный предел текучести $\sigma_{\tau} = \sigma_{0,2}$, соответствующий 0,2 % пластических деформаций. При этом по умолчанию предполагается их пренебрежимая малость.

Между тем в некоторых случаях возникает потребность в ит оценке. Так, сравнивались остаточные прогибы после испытании ряда мостов с расчетными прогибами, определенными в предположении упругой работы ПС. Обработывались результаты испытаний, проведенных в том числе с участием автора, и доступны для анализа материалы испытаний других болыших мостов (через р. Днепр в г. Днепропетровске, р. Чусовую и Каму в г. Пермь, р. Каму в пос. Гайны Пермского края и др.). Четко прослеживается зависимость остаточных прогибов от уровня напряжений при действии испытательной нагрузки, причем максимальные расходы денег в результатах было отмечено в случае моста в пос. Гайны конструкции ПС которого запроектированы с болышим уровнем напряжений от расчетных нагрузок.

Хотя во всех случаях остаточные прогибы находились в пределах допусков по действовавшим на момент испытаний нормам традиционное объяснение несоответствия расчетных и экспериментальных данных как результат обжатия опорных частей и болто-вых соединений стыков было недостаточным.

Представляют интерес ситуации, связанные с изменениями продольного профиля многопролетных мостов в процессе эксплуатации, которые были отмечены при обследовании мостов через р. Сызлу в г. Кунгуре и р. Чусовую в г. Пермь. Строительные подьемы пролетов, приданные на сборочных стапелях, после установки конструкций на постоянные опоры (независимо от метода монтажа) претерпевали значительные изменения. Последнее не согласуется с результатами расчетов на воздействие только допониительных постоянных нагрузок.

Наиболышие искажения продольного профиля наблюдаются в зонах максимальных напряжений у промежуточных опор и со провождаются уменьшением стреловидного подьема в пролетах.

На мосту через р. Чусовую было отмечено уменьшение стреловидного подьема крайнего 84-метрового пролета неразрезного металлического ПС в течение короткого периода ремонта дефор-

мационного шва над устоем, который проводился по половинкам габарита проезжей части со световыми регулированием движения транспорта. Оно проявилось как результат скопления автотранспорта на ПС при явном отсутствии перегрузки конструкции. К настопающему времени накоплен также болышой опыт правки элементов конструкций стальных ПС со всевозможными отклонениями от проектной формы при заводском изготовлении и их последующей работы при действии статических и динамических нагрузок. Этот опыт работы НИЦ «Мосты» АО «ЦНИИС» (Москва) показал, что после правки конструкции удовлетворяют всем нормативным требованиям.

Следует отметить также известный опыт ОАО «Институт Гипростроймост» (Москва) одиночных провак ПС со значительными погнутостями, образовавшимися при аварийных ситуациях во время строительства моста через р. Чусовую в г. Пермь. В одном случае была сохранена после правки значительная часть конструкции одного из пролетов ПС, рухнувшего при движении с вакочных путей вследствие потери устойчивости стенки двугавровой прокатной балки.

Во втором случае, показателном в связи с рассматриваемой задачей, произошла авария при просадке основания опоры № 1. Образовалось провисание полностью смонтированного крайнего пролета длиной 84,0 м сталежелезобетонной части моста, выполненной по схеме $4 \times 84,0$ м. Прогиб торца ПС составил около 3,6 м. При этом напряжения в сечении ПС над смежной (второй) опорой превзошли расчетные сопротивления стали. Однако после возведения новой объемлющей опоры и подьема торца ПС последствия аварии были ликвидированы без замены конструкции. Представочные испытания и обследования, проведенные ООО «Институт «Проектмостореконструкция» (г. Саратов) и НИЦ «Мосты» АО ЦНИИС с участием ООО «НИЛ ТРАНСМОСТ» (г. Пермь), а также последующие обследования, выполненные ООО «НИЛ ТРАНСМОСТ», в процессе эксплуатации моста в течение более 20 лет не выявили негативных последствий аварии.

Этот опыт Гипростроймоста имел прямое продолжение при правке продольного профиля ПС первой очереди Красавинского моста в г. Пермь перед стыковкой двух наливнутых плетей с болышим перепадом по высоте. Попытка предотвратить повторение ошибки посредством мониторинга за монтажными работами второй очереди моста, а также несоответствие результатов расчетов и фактических прогибов консолей при продольной нагрузке ПС послужили толчком к выполнению настопающей работы. Таким образом, определилась потребность в обеспечении расчетов неупругих

деформаций при строительных нагрузках. Во всех рассмотренных случаях выполнение расчетных требований по предельным состояниям первой группы не обеспечило упругой работы ПС. Поскольку каждое повторное нагружение происходит по ветви нагружки, соответствующей максимальному достигнутому напряжению, неупругое поведение реализуется в ограниченных пределах без помех для нормальной эксплуатации сооружения. Однако из этого не следует достаточность расчетов по второй группе предельных состояний без учета пластических деформаций при расчетах не только на эксплуатационные, но и на строительные нагрузки.

Из вышесказанного следует, что современные нормы проектирования, допускающие ограниченное развитие пластических деформаций при расчетах ПС по первому предельному состоянию согласуются с накопленным опытом изготовления и эксплуатации мостов и отражают его. В то же время является очевидной желательность в одних случаях и необходимость — в других в практическом обеспечении расчетов по второму предельному состоянию с учетом ограниченных пластических деформаций. Последнее относится к разработке ПС применительно к особенностям метода продольной навивки без вспомогательных опор. Рассмотрение этих вопросов связано со сбором информации о факторах, в том числе случайных, которые могут повлиять на результаты расчетов а также с разработкой расчетного метода, отражающего реальные условия работы ПС и удовлетворяющего возможностям практического обеспечения мониторинга за их навивкой.

1.2. Краткие сведения о мосте через р. Каму в г. Перми. Вининие метода монтажа на конструкцию ПС

Как отмечалось, толчком к постановке задач настоящей работы послужили результаты мониторинга монтажа второй очереди ПС моста через р. Каму в г. Перми. При мониторинге наряду с другими работами осуществлялись входной контроль монтажных блоков заводского изготовления, их сборка, а также контроль сравнение фактических прогибов после выдвижения блоков ПС с монтажной площадки и результатов расчетов на основе конечных элементных схем.

Проект мостового перехода разработан ОАО «Гипотрансмост» (Москва, ГИП И. М. Лебедев), проект навивки руслового ПС — ОАО «Институт Гипростроймост» (Москва, ГИП В. А. Баландин)

Генподрядчик строительства — ЗАО «Уралмостострой». Мостоотряд № 123 (г. Пермь). Металлоконструкция ПС изготовлялись на заводе ЗАО «Курагнсталмост». Работы по инженерному сопровождению первой очереди строительства выполнялись ЗАО «Институт «Стройпроект» (Санкт-Петербург), второй очереди — ООО «НИЛ ГРАНСМОСТ» (ГИП М. Р. Тимофеев).

Мост через р. Каму состоит из русловой и эстакадных частей. Полная длина мостового перехода 1735,91 м, в том числе длина руслового ПС — 966,4 м. Пролетные строения — раздельные под встречные направления движения. Строительство моста осуществлялось в две очереди.

Русловое ПС (рис. 1.1) — металлическое неразрезное однокоробчатое с ортогольной плитой, перекрывает пролеты от опоры № 9 до опоры № 17 и запроектировано по схеме $(93,7 + 126 + 126 + 126 + 147 + 126 + 126 + 93,7)$ м.

Пролетные нагрузки на русловое пролетное строение — А11 (3 полосы), НК-80.

Материал пролетного строения — сталь 10ХСНД и 10ХСНД-2. Монтаж пролетного строения осуществлялся методом конвейерной пролетной сборки одновременно с двух берегов. Проектное замыкание пролетного строения производилось навесу в середине пролета 13-14 длиной 147 м.

Сборка выполнялась поблочно (длина блока — 21 м) на сборочных стапелях. Укрупнительная сборка элементов ортогольных плит осуществлялась на сборочных клетях у основания стапелей. Ленобережная плеть длиной 546,2 м состояла из 26 блоков (23 видов), правобережная плеть длиной 420,2 м — из 20. Навивка плитой осуществлялась по накаточным устройствам, установленным на сборочных стапелях и оголовках опор.

Схема накаточного устройства показана на рис. 1.2. Оно представляло собой пару балансирных балок (по одной на главную балку), объединенных связями. Сварная коробчатого сечения балансирная балка установлена на одну стальную тангенциальную опорную часть (ТОЧ), расположенную в среднем сечении балки. На верхний пояс балансирной балки уложены резиново-металлические опорные части (РОЧ) $30 \times 40 \times 7,8-1,0$. На РОЧ уложен металлический лист-крышка, на который, в свою очередь, укладывались листы и карточки скользящие.

Применились три типа накаточных устройств. Накаточные устройства НУ-2 устанавливались на сборочных стапелях, устоях и на опорах № 13 и № 14 «пролета замыкания». На остальных капитальных опорах — НУ-3. Крайние устройства на сборочных стапелях — НУ-1.

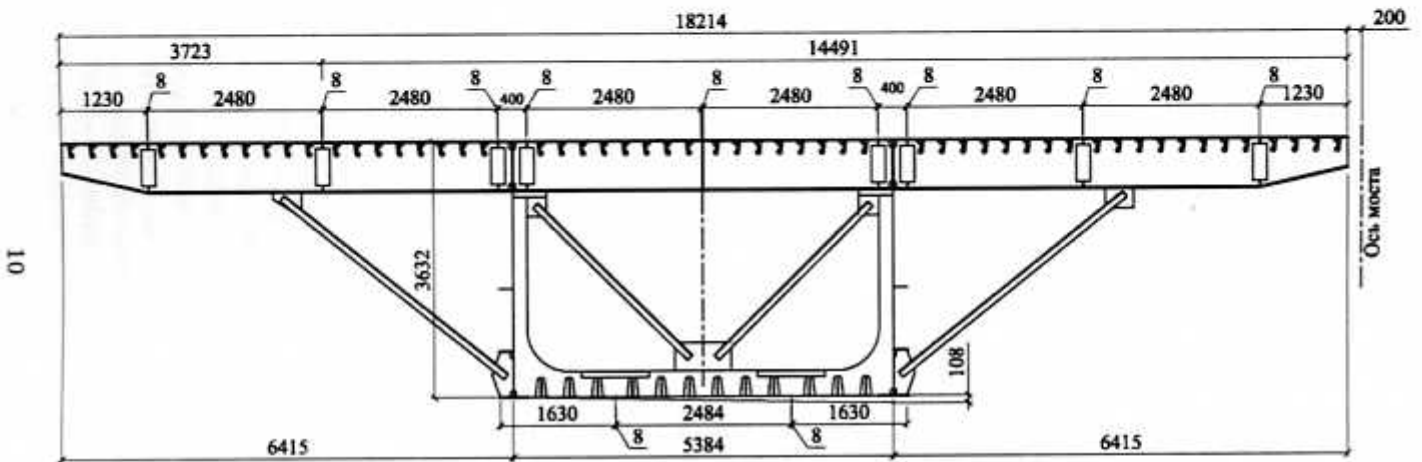


Рис. 1.1. Поперечное сечение пролетного строения

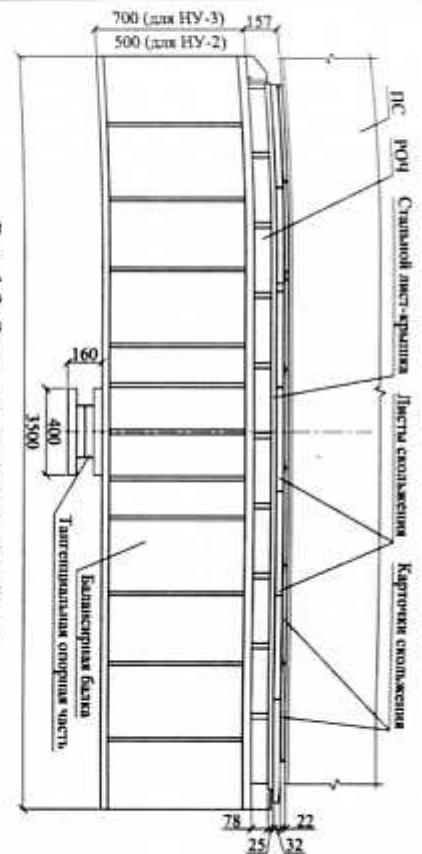


Рис. 1.2. Схема неварочного устройства

Длина балансирных балок НУ-2 и НУ-3 — 3,5 м. Высота балок: для НУ-2 — 500 мм, для НУ-3 — 700 мм. Толщины элементов балок одинаковы.

Проектное вертикальное давление на НУ-2 (на две балансирные балки) составило:

- на опоре № 9 — до 1195 тс;
- на опорах № 13 и № 14 — до 912 тс при $L_k = 73,5$ м (без автобека и консольных плит блока ВП);
- на опоре № 17 — до 1190 тс.

То же на НУ-3 (на две балансирные балки):

- на опоре № 10 — до 1380 тс;
- на опоре № 11 — до 1375 тс;
- на опоре № 12 — до 1355 тс;
- на опоре № 15 — до 1390 тс;
- на опоре № 16 — до 1365 тс.

При замыкании пролетного строения второй очереди фактически прогибы консолей больше чем ранее превышали проектные. При этом в отличие от первой очереди при замыкании пролетного строения второй очереди консоли обеих плетей (левобережной и правобережной) имели примерно одинаковый прогиб: превышение торца левобережной плети над торцом правобережной составило 105 мм.

К моменту перед замыканием первой очереди нестыковка торцов равнялась 966 мм. После корректировки проектного продольного профиля перед замыканием пролетного строения нестыковка была уменьшена до 550 мм. При этом был учтен проектный заводской строительный подъем, равный 645 мм. Следует отметить, что правка профиля сопровождалась потерей местной устойчиво-